

鉄筋コンクリート建物の施工時の材料強度変動による地震応答の影響分析

1070474 池田泰聡

1. 研究背景・目的

現在のRC高層建物設計では設計クライテリアを設けてその範囲以内に収まれば一応設計として成立するという考え方で行われている。しかし、実施工時のコンクリートおよび鉄筋の材料強度の実変動に対してどの程度の地震応答の変動があるのかについて着目した。

設計時コンクリートは設計基準強度を使用し、鉄筋は規格降伏点強度を使用して設計されているのだが、施工時、コンクリートの実強度および鋼材の実降伏点強度は変動する。それによってRC造建物の耐震設計上のクライテリアへの影響を検討する。

2. 解析対象建物

15層の建物の立面図、平面図を図2.1、2.2に示す。

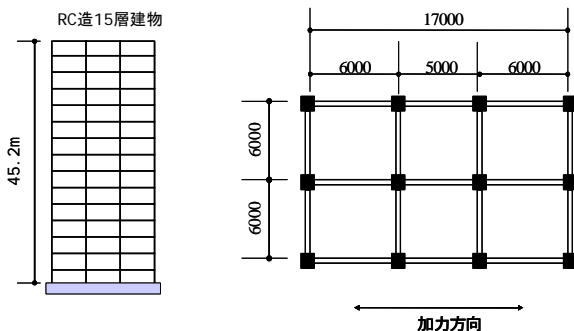


図 2.1 対象建物立面図

図 2.2 対象建物平面図

3. 性能の変動要因

今回の研究では建物の性能の変動要因としてコンクリートと鉄筋について着目し研究した。図3.1は通常の建築現場レベルの施工された実大の試験体(柱・梁・壁・床)から採取したコンクリートコアの圧縮試験結果である。これによれば、材齢4週の現場水中養生シリンダー強度に比べて、同材齢の垂直部材強度と水平部材強度はともに小さい傾向にある。図3.2はFc240kgf/cm²の材齢4週圧縮強度の変動分布である。図中の破線は設計標準強度を示している。nはデータの個数、xは平均値(kgf/cm²)、σは標準偏差(kgf/cm²)、νは変動係数(%)である。この図を見ても分かるように、コンクリートの圧縮強度にはかなりのばらつきがあることが分かる。図3.3、3.4はSD345のD19とD25の異形棒鋼の降伏点の分布を表した図である。nはデータ個数、xは平均値(kgf/mm²)、σは標準偏差(kgf/mm²)、νは変動係数(%)、1σ_yは降伏点下限値である。鉄筋もまた降伏点

にばらつきがあるのが分かる。このようなコンクリートや鉄筋の強度のばらつきが建物の性能に影響すると考える。

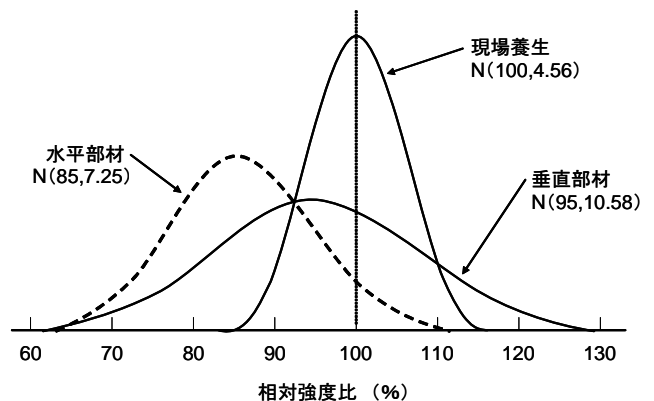


図 3.1 現場水中養生シリンダーに対する垂直部材および水平部材の強度比の分布

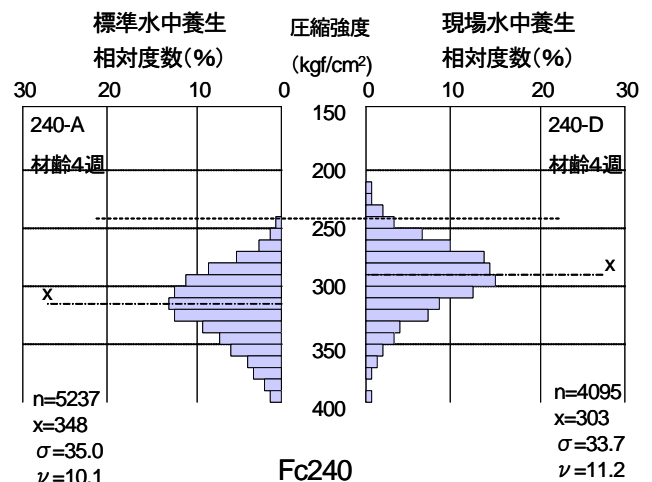


図 3.2 コンクリートの圧縮強度分布

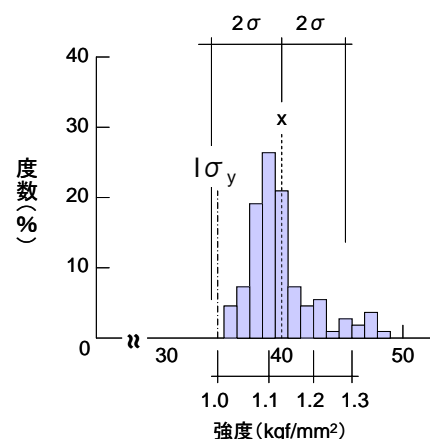


図 3.3 SD345の降伏点の分布(D19)

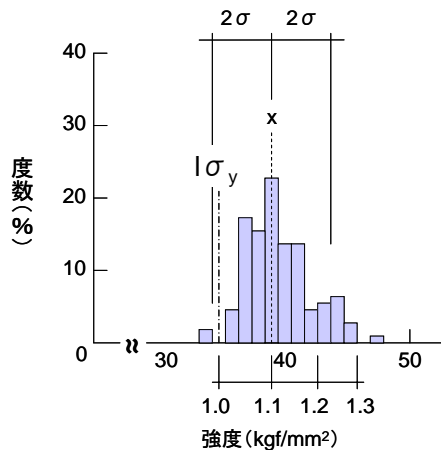


図 3.4 SD345 の降伏点の分布(D25)

4. 解析方法

構造物のコンクリート強度と鉄筋の強度を変動させることで建物の性能変動を確かめる。基本建物は $F_c=33\text{N/mm}^2$ 、鉄筋はSD390 を使用して設計する。そして鉄筋はそのままSD390 を使用しコンクリート強度を $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=30\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=36\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=39\text{N/mm}^2$ と変化させ解析する。また鉄筋をSD345 に変えてそれぞれのコンクリート強度で解析する。解析結果から 15 層のうちの最大層間変形角の値を比べていき建物の性能の変動を確かめる。

建物の設計及び解析には(株)構造計画研究所の構造計算ソフト RESP-Bird21 (許容応力度設計法)、RESP-F3 (静的弾塑性解析)、RESP-QDM (復元力特性モデル化プログラム)、RESP-M/II (動的応答解析) を使用した。以下にそれぞれのソフトの概要を示す。

・RESP-Bird21 (許容応力度設計法)

建物の規模 (スパン数、階数) 用途、使用材料、断面、階高などを指定し構造物を設計する。これらの条件を規定内に収めた上で許容応力度設計法を行う。今回は硬い地盤の上に建設すると仮定し、杭の計算は省略する。

・RESP-F3 (静的弾塑性解析)

柱、梁、壁などからなる建築構造物を対象とした 3次元立体静的弾塑性解析プログラムであり、外力として地震力を想定した各階水平力を設定し、これを漸増させ部材端レベルの非線形復元力特性に立脚した弾塑性解析を行う。(荷重増分法)

・RESP-QDM

RESP-F3 のデータを RESP-M/II に出力するためのプログラム。

・RESP-M/II (動的応答解析)

フレームと壁で構成された建築構造物を RESP-F3 の結果をもとに質点系に置換して、復元力特性を求め、減衰、入力波、バネなどを入力し、振動解析を行う。

本研究での入力地震動として、EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW、HACHINOHE 1968 NS の 3 波の L2 を入力した。

5. 解析結果

SD390 と SD345 を使用した場合のそれぞれの最大層間変形角を表 5.1、表 5.2 にまとめた。そしてその結果を図 5.1 に示した。

表 5.1 15 層建物の最大層間変形角 (SD390 の場合)

	18N/m ²	30N/m ²	33N/m ²	36N/m ²	39N/m ²
ELGEN NS	1/120	1/134	1/140	1/144	1/148
TAFT EW	1/92	1/98	1/99	1/105	1/108
HACHI NS	1/169	1/180	1/180	1/180	1/180

表 5.2 15 層建物の最大層間変形角 (SD345 の場合)

	18N/m ²	30N/m ²	33N/m ²	36N/m ²	39N/m ²
ELGEN NS	1/120	1/134	1/140	1/144	1/148
TAFT EW	1/92	1/98	1/99	1/105	1/108
HACHI NS	1/169	1/180	1/180	1/180	1/180

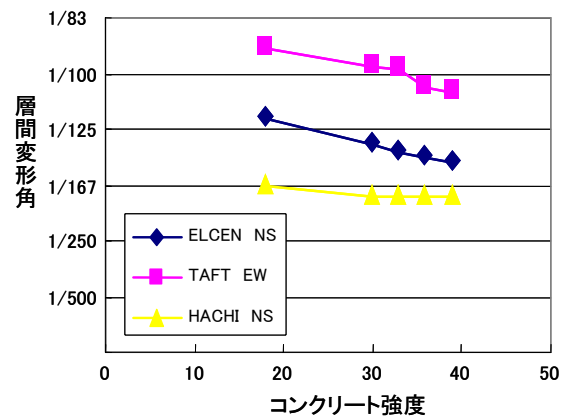


図 5.1 15 層建物の最大層間変形角

6. まとめ

- ・コンクリート強度が変動すれば、ヤング係数も変動し最大層間変形角も変動した。設計クライテリアを応答層間変形角 1/100 とした場合ある程度の安全率を見積もる必要があると推察された。
- ・鉄筋を SD390 から SD345 に変えても解析結果は変わらなかった。
- ・施工誤差が起きる要因一つ一つをきちんとモデル化し、解析を行い地震応答量の変動を把握することが必要だと考えられる

参考文献

- ・鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針 (案)・同解説 日本建築学会
- ・鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説 日本建築学会
- ・(株)構造計画研究所
RESP BI RD-21 ユーザーマニュアル 第 6 版
F3 ユーザーマニュアル
QDM ユーザーマニュアル 第 1.7 版
M/II ユーザーマニュアル